



Autostrada dei Fiori

Tronco A10: Savona - Ventimiglia (confine francese)

NUOVO SVINCOLO AUTOSTRADALE DI VADO LIGURE

CARREGGIATA SUD / CARREGGIATA NORD
Progr. Km 47+545

PROGETTO DEFINITIVO

OPERE D'ARTE MAGGIORI

FRANA

Relazione tecnica opere di presidio e consolidamento

PROGETTISTA	RESPONSABILE INTEGRAZIONE ATTIVITÀ SPECIALISTICHE	IMPRESA	COMMITTENTE
Dott. Ing. Enrico GHISLANDI Ordine degli Ingegneri Provincia di Milano n° 16993	Dott. Ing. Enrico GHISLANDI Ordine degli Ingegneri Provincia di Milano n° 16993		Autostrada dei Fiori S.p.A. Via della Repubblica, 46 18100 Imperia (IM)

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTR.	APPROV.	RIESAME	DATA	SCALA
							Febbraio 2020	-
							N. Progr.	
A	Febbraio 2020	PRIMA EMISSIONE	SINA	DT/OC	DT	DT		

CODIFICA	PROGETTO	LIV	TRONCO	DOCUMENTO	REV	WBS
	P280	D	A10	OMG RC	017 A	A10IBT0001
						CUP
						I44E14000810005

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO	VISTO DELLA COMMITTENTE

SINA S.p.A.

**Comune di Vado Ligure
Nuovo Svincolo Autostradale
Progetto Definitivo**

**OPERE D'ARTE MAGGIORI
FRANA
RELAZIONE TECNICA OPERE DI PRESIDIO**

A	Feb.20	Prima Emissione	SINA	DT/OC	DT
Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Controllato	Approvato
			Documento: P280_D_OMG_RC_017_A.doc		





INDICE

1.	INTRODUZIONE	3
2.	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	4
2.1	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	4
3.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO	5
4.	CARATTERIZZAZIONE E PARAMETRI GEOTECNICI.....	6
5.	PARAMETRI SISMICI DI RIFERIMENTO.....	7
5.1	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE	7
5.2	AZIONE SISMICA EQUIVALENTE.....	8
6.	VERIFICHE DI STABILITÀ DEL PENDIO.....	10
6.1	PREMESSA	10
6.2	PARAMETRI GEOTECNICI USATI NEI MODELLI.....	11
6.3	RISULTATI BACK ANALYSIS	11
6.4	RISULTATI SPINTA ATTIVA FRANA.....	16
6.5	RISULTATI OPERE DI PRESIDIO A MONTE DELL'OPERA	18
7.	STABILIZZAZIONE DEL PENDIO MEDIANTE PALI DI GRANDE DIAMETRO ...	22
7.1	CARATTERISTICHE MATERIALI	23
7.1.1	CALCETRUZZO PALI	23
7.1.2	ACCIAIO DA C.A.....	23
7.2	DIMENSIONAMENTO GEOMETRICO DELL'OPERA DI PRESIDIO.....	23
7.3	CALCOLO DELL'OPERA DI PRESIDIO.....	26
7.4	VERIFICA DELL'OPERA DI PRESIDIO	30
8.	CONCLUSIONI.....	32



1. INTRODUZIONE

La presente relazione viene redatta nell'ambito del Progetto Definitivo del “*Nuovo Svincolo Autostradale*” da realizzarsi lungo la “Autostrada dei Fiori” A10 in provincia di Savona, nel Comune di Vado Ligure.

Nella presente relazione sono descritte le opere di presidio previste per la difesa del Ponte Bossarino 1 e della parte di rampa che collega il casello alla carreggiata in direzione Ventimiglia.

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Le opere oggetto della presente relazione di calcolo sono state sviluppate in base alle seguenti principali normative e istruzioni di riferimento.

- [1] Legge 05.11.1971 n.1086 "Norma per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica"
- [2] D.M. 17.01.2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni"
- [3] Circ. 21.01.2019 n.7 Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al DM 17.01.2018
- [4] UNI EN 1992-1-1 Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- [5] UNI EN 1994-1-1 Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

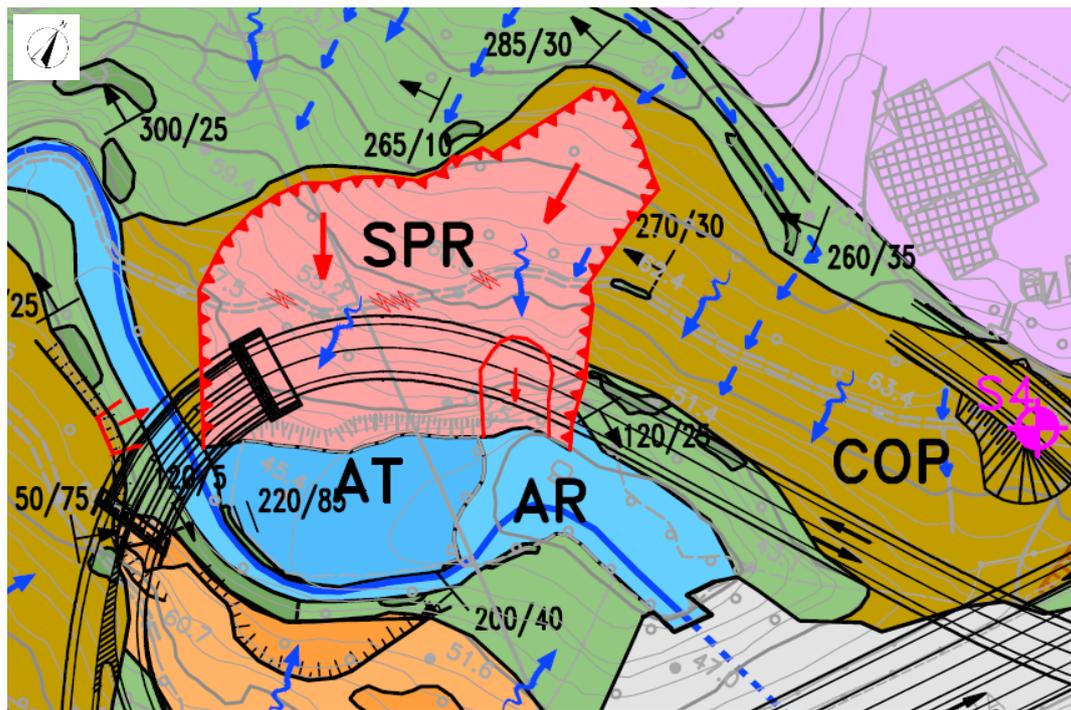
2.1 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- [1] Ito T., Matsui T. (1975) "Methods to estimate lateral force acting on stabilizing piles." Soils and Foundations

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Dal punto di vista geologico, l'area oggetto di studio attraversa superficialmente le coltri detritiche sopra i metasedimenti permiani subaffioranti, i depositi alluvionali quaternari e una parte dei metasedimenti permiani sia affioranti che subaffioranti.

Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati geologici e geotecnici specifici di progetto.



ELEMENTI GEOLOGICI

DISCARICA

DISC Discarica di Bossarino: materiali misti di abbancamento

RITOMBAMENTO

RIT Terreni rimaneggiati di ritombamento della struttura della galleria ferroviaria "Tana"; spessore max di circa 20m (lavori eseguiti nel 1968-1970)

RIPORTI

A Perimetrazione area di riporto rifiuti (Ordinanza-diffida n°11\2013 del 20.02.2013 del comune di Vado Ligure); natura e spessore dei rifiuti non nota

B Terreni riportati all'epoca degli scavi di sbancamento del bacino della centrale ex E.N.E.L. (lavori eseguiti nel 1967) e/o della vicina linea ferroviaria (lavori eseguiti nel 1968-1970); spessori mediamente compresi tra 5m e 15m

C Terreni di riporto di livellamento locale del piazzale

RILEVATI

RIL Rilevati autostradali e stradali

DEPOSITI ALLUVIONALI

AR Depositi alluvionali recenti (Quaternario recente)

AT Depositi alluvionali terrazzati (Quaternario medio-recente)

DEPOSITI PLEISTOCENICI

a **PT2** Depositi antichi di origine continentale (Pleistocene Medio) affioranti (a) e/o sub-affioranti (b)

b **PT1** Depositi antichi di origine deltizia (Pleistocene Medio e Basso) affioranti (a) e/o sub-affioranti (b)

COPERTURA

COP Copertura detritica discontinua di spessore mediamente compreso tra 3m e 5m

METASEDIMENTI PERMIANI

a **MSP** Roccia affiorante (a) e/o sub-affiorante (b) in scadenti condizioni geomeccaniche (molto alterata e fratturata) con copertura detritica discontinua di spessore fino a 3m di spessore (Permiano)

ELEMENTI LINEARI E PUNTUALI

a **b** Limite geologico certo (a) o presunto (b)

300/40 Giacitura stratificazione e/o scistosità principale

240/80 Giacitura sub-verticale

400/5 Immersione asse di piega

S1 Sondaggio geognostico a carotaggio continuo realizzato per il Progetto Definitivo (2019)

P Pozzo ad uso irriguo

Figura 3-1 – Estratto carta geologica dell'area oggetto di studio

4. CARATTERIZZAZIONE E PARAMETRI GEOTECNICI

I risultati delle indagini geotecniche, in sito e di laboratorio, hanno permesso di definire il modello geotecnico, rappresentativo delle condizioni stratigrafiche e delle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni/rocce interessati dall'opera oggetto di studio.

I parametri geotecnici caratteristici utilizzati nelle analisi, in riferimento alla stratigrafia assunta, sono riportati nella tabella seguente:

Tabella 4-1 – Parametri caratteristici degli strati

Descrizione geologica (codice)	Descrizione geotecnica	γ (kN/m³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	E'_{25} (MPa)
Coperture detritiche (COP)	Ghiaia in matrice limosa, limoso sabbiosa-argillosa	18-19	27-29	2-5	15-30
Metasedimenti permiani (SC1)	Scisti quarzo sericitici, scisti filladico-sericitici, scisti cloritico-sericitici, micascisti, molto alterati	21-22	24-26	10-15	50-90
Metasedimenti permiani (SC2)	Scisti quarzo sericitici, scisti filladico-sericitici, scisti cloritico-sericitici, micascisti, mediamente alterati	22-23	28-30	20-40	80-150

Al fine di trovare una conferma ai parametri per i valori residui dei materiali, si è fatto ricorso ad una back analysis numerica (vedi capitolo successivo), ricercando i parametri di resistenza corrispondenti ad un coefficiente di sicurezza "globale" unitario, per una superficie di scivolamento compatibile con le assunzioni preliminari descritte nella relazione geologica e le evidenze morfologiche.

5. PARAMETRI SISMICI DI RIFERIMENTO

Per le opere in progetto, si definiscono i seguenti parametri di classificazione:

Tipo di costruzione: 3 (ponti e opere infrastrutturali di importanza strategica)
 Vita nominale: $V_N \geq 100$ anni
 Classe d'uso: IV (Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001 n. 6792)
 Coefficiente d'uso: $C_u = 2.0$
 Periodo di riferimento per le azioni sismiche: $V_R = V_N C_u = 200$ anni

La definizione delle azioni sismiche di progetto viene effettuata in funzione della "pericolosità sismica di base" del sito mediante i seguenti parametri:

- Accelerazione sismica al sito: a_g [m/s²]
 - Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione: F_o
 - Periodo del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione: T'_c [s]

Tali parametri sono variabili a seconda dello stato limite considerato, della classe di importanza dell'opera e, delle coordinate geografiche di localizzazione dell'opera (latitudine e longitudine).

Con riferimento all'area di intervento, posta alle seguenti coordinate:

Comune: Vado Ligure (SV)
 latitudine: 44.26806
 longitudine: 8.41548
 elevazione: 50-60 m slm

5.1 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Nella figura che segue sono evidenziati i quattro vertici del reticolo di riferimento che racchiudono il sito in esame, in termini di numero identificativo ed ubicazione geografica, e sono quindi elencati i parametri sismici associati al sito di costruzione.

Per il sito oggetto di studio si determinano pertanto i seguenti parametri sismici:

Tabella 5-1 – Parametri sismici in SLD e SLV

SLD			SLV		
Tr = 200			Tr = 1900		
ag /g	Fo	T'c	ag /g	Fo	T'c
0.04337	2.5627	0.2715	0.09830	2.6391	0.3336

La risposta sismica locale deve poi essere corretta in relazione alla "Categoria del Suolo" e alle "Condizioni Topografiche" proprie del sito di costruzione mediante i relativi coefficienti di amplificazione.

In relazione a quanto emerso nel corso delle indagini geologiche e geognostiche, dal punto di vista sismico, si ritiene di classificare il terreno come appartenente alla **categoria "B"**: " Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto *consistenti*, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s ".

Per tale categoria di sottosuolo il coefficiente di **amplificazione stratigrafica "S_s"** è posto pari a 1.2:

$$S_s = 1.20$$

Per quanto riguarda il coefficiente di **Amplificazione Topografica**, può essere assunto cautelativamente quello per la categoria topografica **T3** (*In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°*) pari a:

$$S_T = 1.20$$

5.2 AZIONE SISMICA EQUIVALENTE

La normativa permette di analizzare le condizioni di stabilità dei pendii mediante metodi pseudostatici, nei quali l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile. Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso al sito e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

Ai fini della valutazione dell'azione sismica, nelle verifiche agli stati limite ultimi SLU, vengono considerate le seguenti forze statiche equivalenti:

$$F_h = k_h \cdot W \text{ ed } F_v = k_v \cdot W$$

con k_h e k_v pari rispettivamente ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \cdot a_{\max} / g \quad \text{e} \quad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

in cui:

β_s : coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{\max} : accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g : accelerazione di gravità.

L'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:



Comune di Vado Ligure
Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo
Opere presidio frana – Relazione Tecnica e di Calcolo

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di β_s sono riportati nella tabella 7.11.I delle NTC 2018 (Tabella 5-2).

Tabella 5-2 – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (Tabella 7.11.I – NTC 2018)

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g (g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g (g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g (g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Le azioni sismiche pseudo-statiche sono state definite secondo i criteri sopradescritti e i parametri ottenuti sono sintetizzati nella seguente tabella:

Tabella 5-3 – Sintesi dei parametri usati in Stato limite ultimo (SLV)

Suolo	Topografia	Coordinate		Parametri sismici						
		Long.	Lat.	a_g	F_0	T_C^*	S_s	C_c	S_T	a_{max}
B	T3	8.41548	44.26806	0.098	2.639	0.335	1.200	1.369	1.200	0.142

$$F_h = \beta_s a_g S_s S_T W = k_h W = 0.0283 W$$

$$F_v = \pm 0.5 F_h = k_v W = \pm 0.0142 W$$

6. VERIFICHE DI STABILITÀ DEL PENDIO

6.1 PREMESSA

La valutazione dei fattori di sicurezza alla stabilità viene condotta mediante il modulo “Slope W” del programma GeoStudio 2012 versione 8.13 della GEO-SLOPE International.

Questo programma consente un’analisi di stabilità all’equilibrio limite tenendo conto di terreni variamente stratificati, dell’eventuale falda idrica, della presenza di pressioni neutre diverse dalle pressioni idrostatiche, di sollecitazioni sismiche mediante un’analisi di tipo pseudostatica.

Il programma è in grado di fornire una soluzione generale al problema bidimensionale di stabilità ricavandone il coefficiente di sicurezza (FS) come rapporto tra la resistenza al taglio disponibile lungo la superficie di possibile scorrimento e quella effettivamente mobilitata dal volume di terreno coinvolto nel movimento; il criterio di rottura adottato è quello classico di Mohr – Coulomb.

Il programma è in grado di effettuare le verifiche di stabilità fornendo il coefficiente di sicurezza secondo differenti criteri; nel caso in esame l’analisi è stata sviluppata con il metodo di Janbu.

Al fine di trovare una conferma ai parametri geotecnici definiti per i valori residui dei materiali si è fatto ricorso a una serie di back analysis, ricercando i parametri di resistenza corrispondenti ad un coefficiente di sicurezza “globale” unitario per la superficie di scivolamento compatibile con quanto rilevato in sito; lo spessore delle coltri instabili è stato dedotto da valutazioni geomorfologiche.

Una volta definita la superficie potenzialmente instabile, si è proceduto a ricercare il fattore di sicurezza pari all’unità soprattutto nei casi in cui l’acqua diventa il fattore innescante del fenomeno di instabilità.

Le back analysis sono state eseguite su due sezioni tipiche:

- la sezione A-A che è la più critica in termini di spessore delle coltri instabili;
- la sezione B-B in cui la distanza tra zona di innesco e il piede di frana è massima.

Nel paragrafo 6.3 sono descritti i risultati delle analisi di stabilità di back analysis.

Una volta identificata la sezione peggiore in condizioni peggiori, si è potuto valutare la spinta attiva della frana in corrispondenza dell’opera di sostegno per la realizzazione della rampa, sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche, con accelerazione sismica verticale diretta verso il basso (sisma +) e diretta verso l’alto (sisma -).

Al fine di dimensionare la paratia di pali a monte e a protezione della rampa e delle opere di sostegno, sono state effettuate verifiche di stabilità sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche, con accelerazione sismica verticale diretta verso il basso (sisma +) e diretta verso l'alto (sisma -), in entrambe le sezioni di calcolo.

6.2 PARAMETRI GEOTECNICI USATI NEI MODELLI

I parametri geotecnici residui trovati mediante back analysis e i parametri ridotti di parametri geotecnici (M2) sono riassunti in Tabella 6-1. Nel caso delle verifiche con l'effetto dell'amplificazione sismica, i parametri geotecnici M usati nel modello sono uguali ai parametri caratteristici k, perché i coefficienti riduttivi sono pari a 1.

Tabella 6-1 – parametri caratteristici (k) confrontabili con parametri ridotti (M2) e con residui da back analysis (r)

Descrizione geologica (codice)	γ_k (kN/m ³)	ϕ'_k (°)	c'_k (kPa)	ϕ'_{M2} (°)	c'_{M2} (kPa)	ϕ'_r (°)	c'_r (kPa)
Depositi alluvionali recenti (AR)	19.5	32	0	26.5	0	32	0
Coperture detritiche (COP)	18.5	28	3.5	23	3	24	0
Metasedimenti permiani (SC1)	21.5	25	12	20.5	10	23	10
Metasedimenti permiani (SC2)	22.5	29	30	24	24	29	30

6.3 RISULTATI BACK ANALYSIS

Come già accennato in precedenza le sezioni di calcolo prese in considerazione sono 2: la sezione A-A e la sezione B-B.

Si è ricercato il fattore di sicurezza minimo al variare degli apporti di acqua, per lo più provenienti dall'alto per infiltrazione, per far ciò si è introdotto il fattore acqua nel modello come una superficie di falda che cresce in varie fasi e imponendo che questa non sia presente nello strato di metasedimenti permiani più profondi:

Fase 0: non c'è acqua, quindi niente falda, per simulare la condizione naturale;

Fase 1: l'acqua è al contatto tra i metasedimenti permiani (SC2) e i metasedimenti permiani alterati (SC1);

Fase 2: l'acqua lambisce il contatto tra i metasedimenti permiani (SC1) e la copertura (COP);

Fase 3: l'acqua imbibisce tutta la coltre ed è quasi al piano campagna.

I risultati delle analisi sopra descritte sono riassunti nella seguente tabella:

Tabella 6-2 – Risultati back analysis

Tipo di analisi	FS_{Janbu}
Sezione A-A – Fase 0	1.233
Sezione B-B – Fase 0	1.233
Sezione A-A – Fase 1	1.213
Sezione B-B – Fase 1	1.199
Sezione A-A – Fase 2	1.021
Sezione B-B – Fase 2	1.039
Sezione A-A – Fase 3	0.796
Sezione B-B – Fase 3	0.787

Come si può notare i coefficienti di sicurezza ottenuti sono prossimi all'unità come da back analysis soprattutto introducendo il fattore acqua al contatto tra la copertura e i metasedimenti permiani. Nella fase 3, in cui il fattore acqua è preponderante è molto inferiore all'unità, quindi le superfici di scorrimento diventano fortemente instabili.

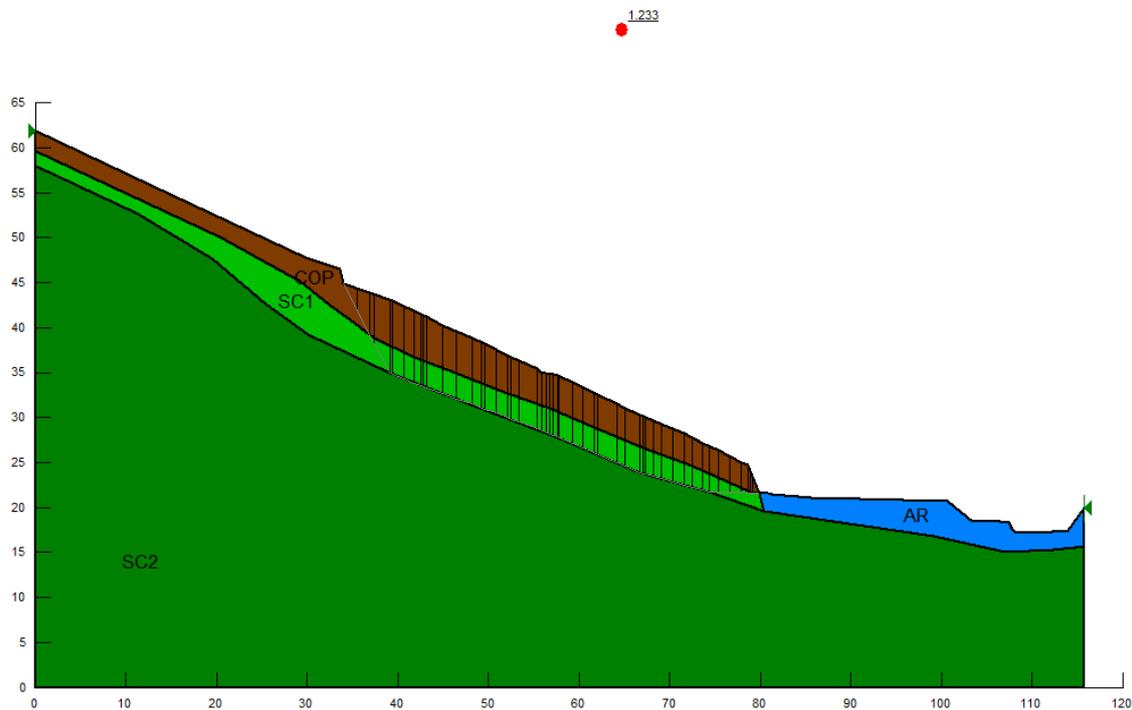


Figura 6-1 – Risultato back analysis – Sezione A-A – Fase 0

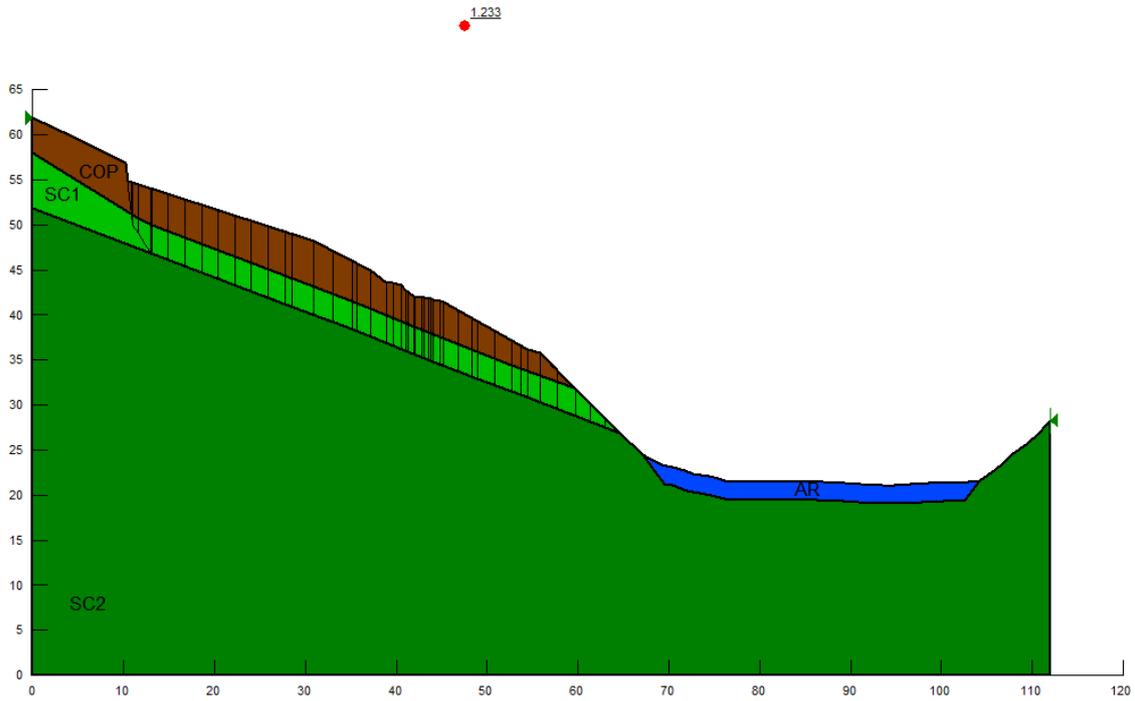


Figura 6-2 – Risultato back analysis – Sezione B-B – Fase 0

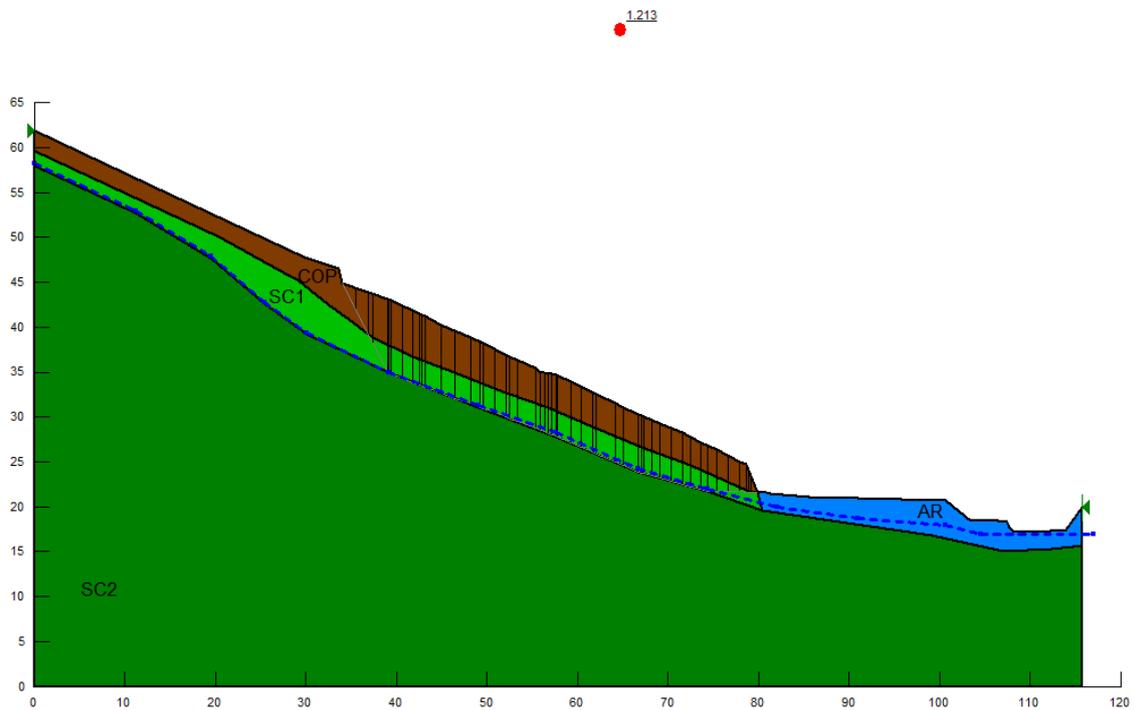


Figura 6-3 – Risultato back analysis – Sezione A-A – Fase 1

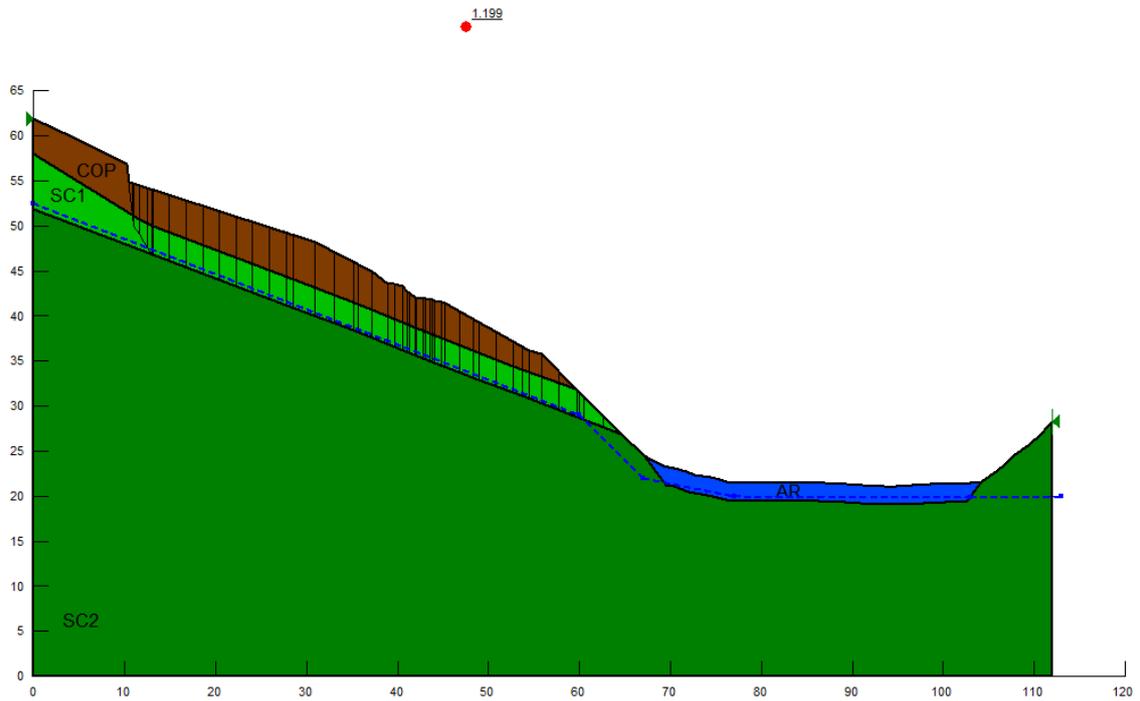


Figura 6-4 – Risultato back analysis – Sezione B-B – Fase 1

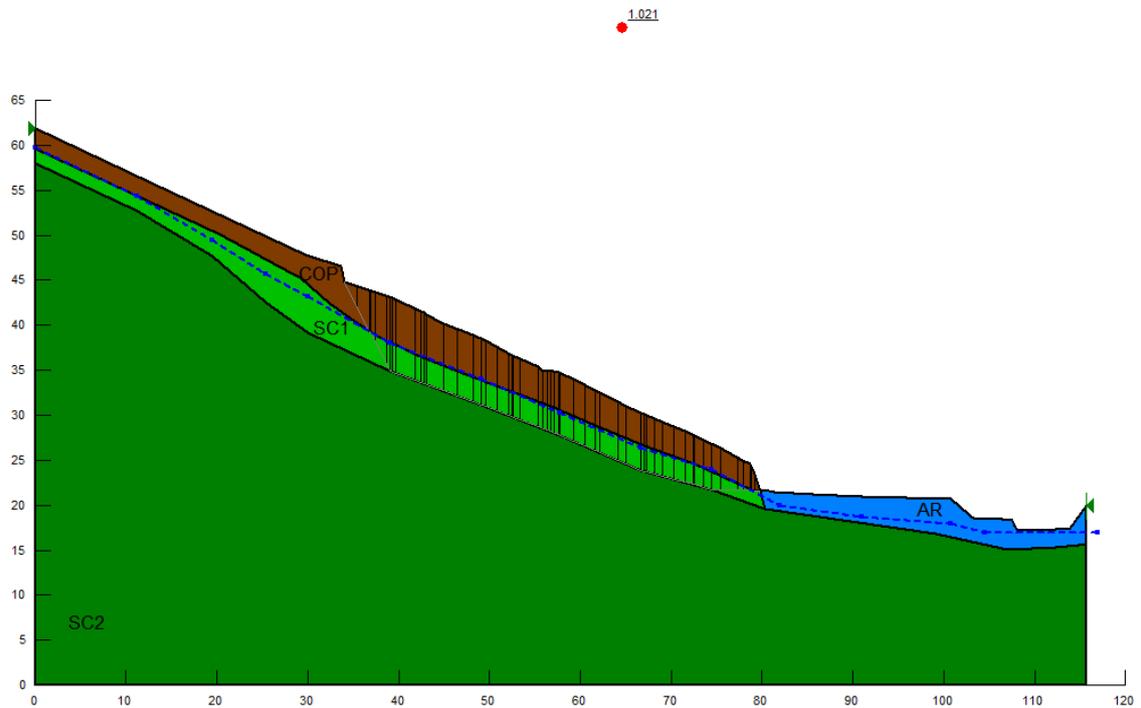


Figura 6-5 – Risultato back analysis – Sezione A-A – Fase 2

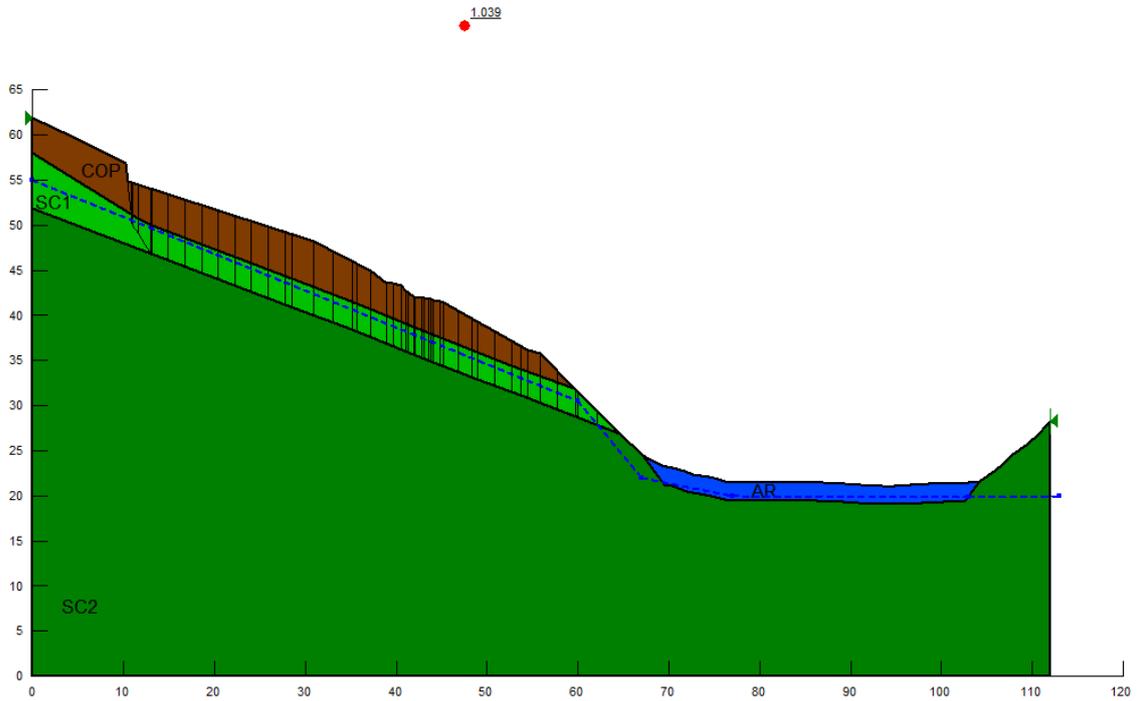


Figura 6-6 – Risultato back analysis – Sezione B-B – Fase 2

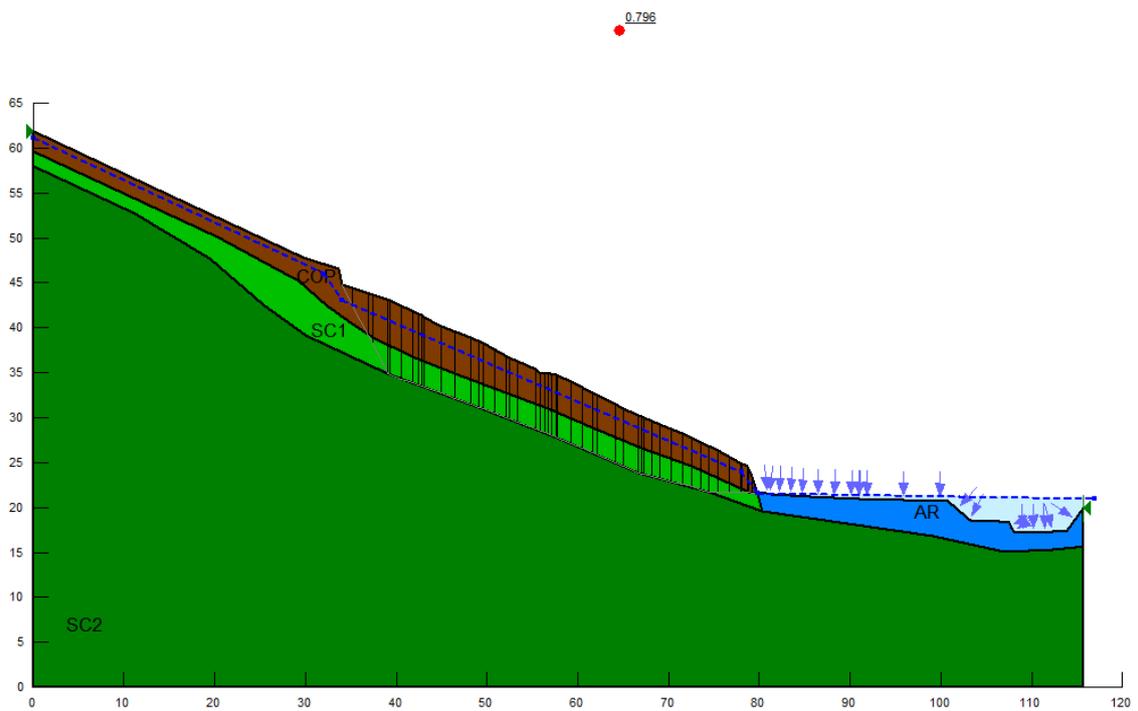


Figura 6-7 – Risultato back analysis – Sezione A-A – Fase 3

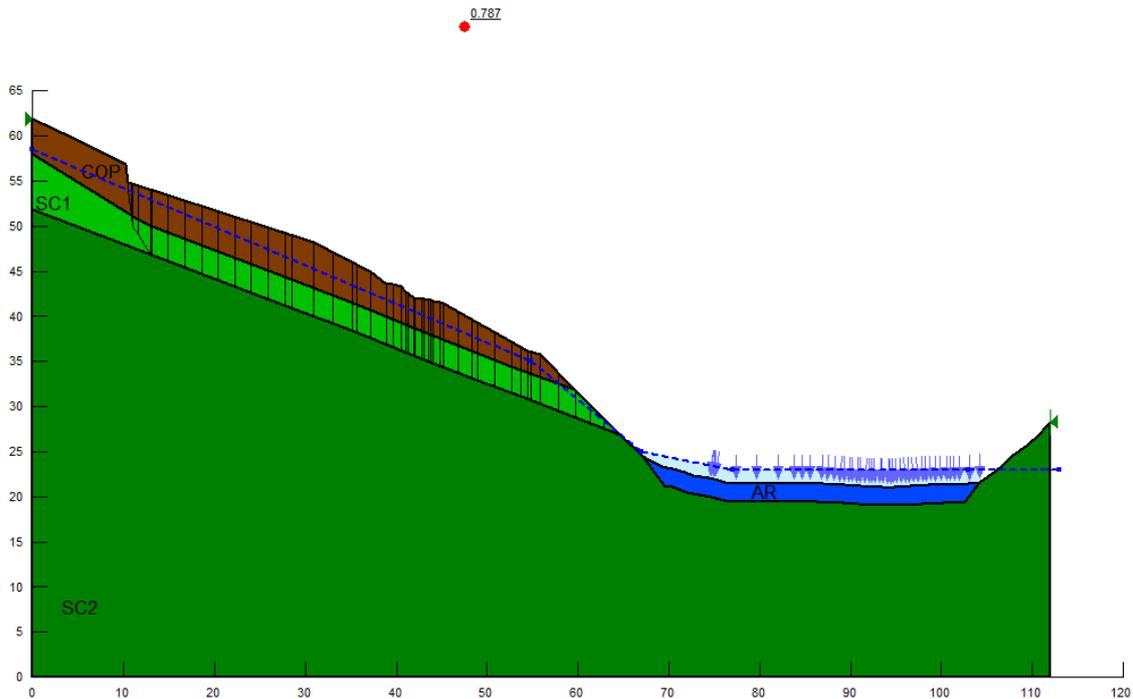


Figura 6-8 – Risultato back analysis – Sezione B-B – Fase 3

6.4 RISULTATI SPINTA ATTIVA FRANA

Il calcolo delle azioni esercitate dalla coltre di terreno instabile situata a monte della paratia di pali è stato effettuato mediante analisi di stabilità all'equilibrio limite, il coefficiente di sicurezza è stato sviluppato con il metodo di Janbu.

Si sono ricercati i valori delle forze necessarie a garantire un fattore di sicurezza pari a:

- FS = 1.1 spinta attiva in condizioni di stato limite ultimo (SLU) in condizioni statiche: il valore della forza trovata risulta essere pari a 500 kN/ml;
- FS = 1.2 spinta attiva in condizioni di stato limite ultimo (SLU) in condizioni sismiche: il valore della forza trovata risulta essere pari a 750 kN/ml.

Come già accennato in precedenza la spinta attiva è stata valutata sulla sezione peggiore, cioè la sezione B-B, qui di seguito sono riportati i risultati delle analisi.

Tabella 6-3 – Risultati spinta attiva frana

Tipo di analisi	FS _{MIN}
Sezione B-B – statica	1.156
Sezione B-B – sisma -	1.207
Sezione B-B – sisma +	1.201

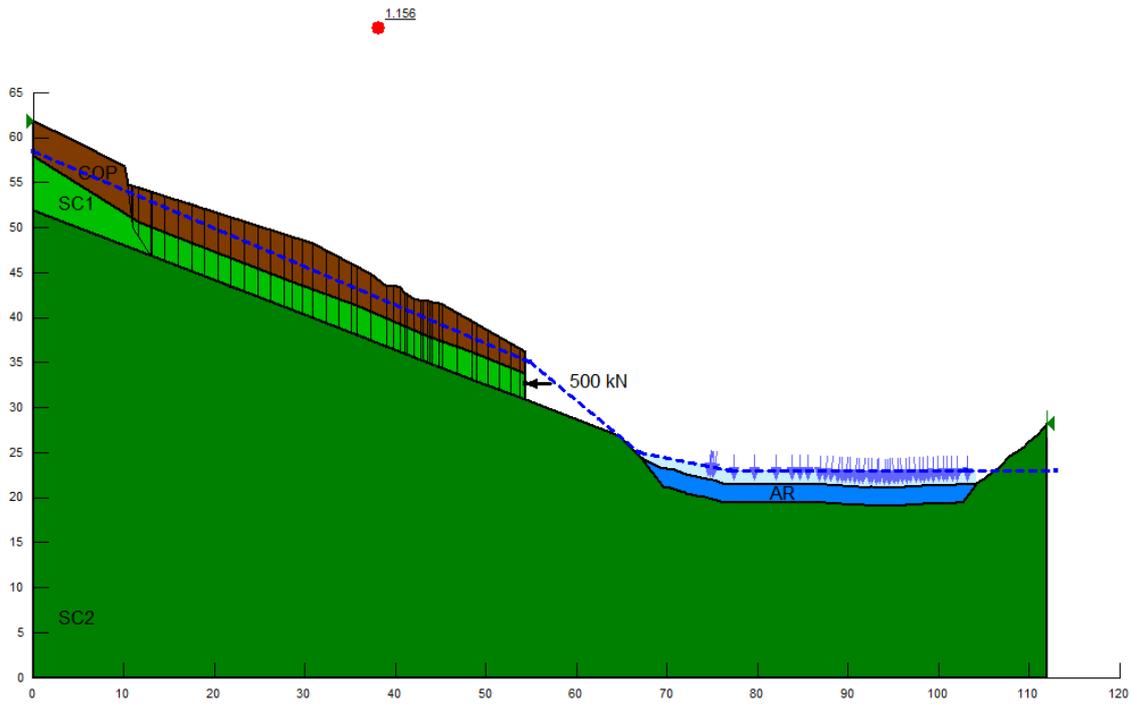


Figura 6-9 – Risultato k attiva frana – Sezione B-B – condizioni statiche

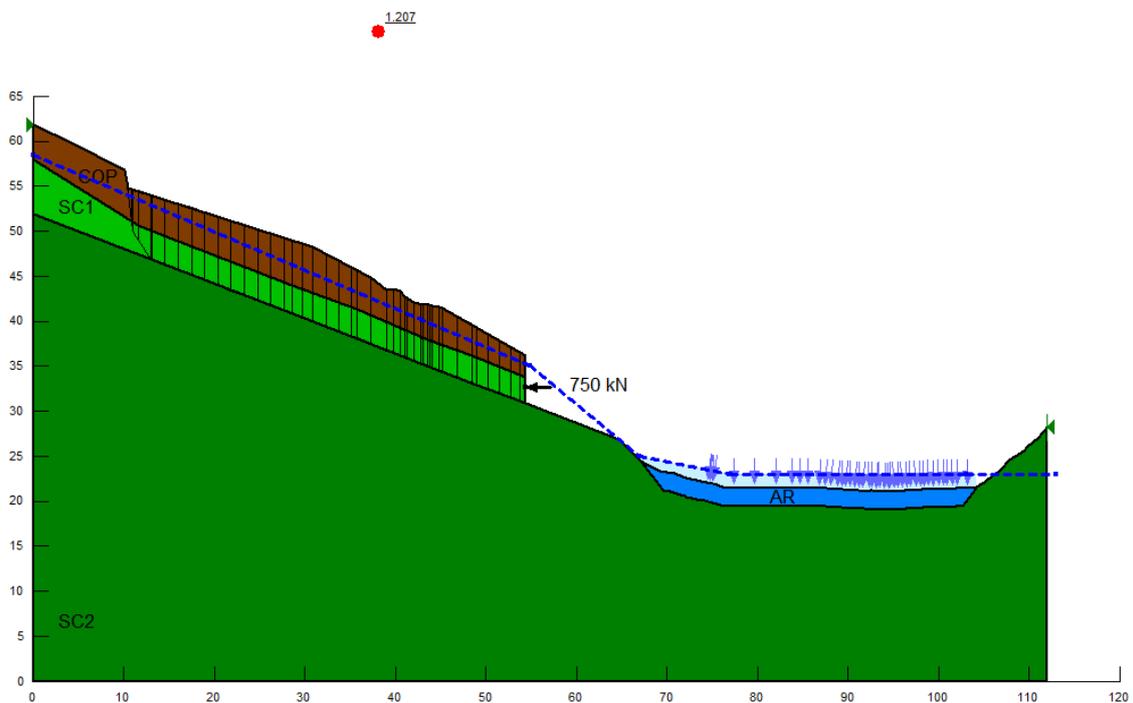


Figura 6-10 – Risultato k attiva frana – Sezione B-B – condizioni sisma -

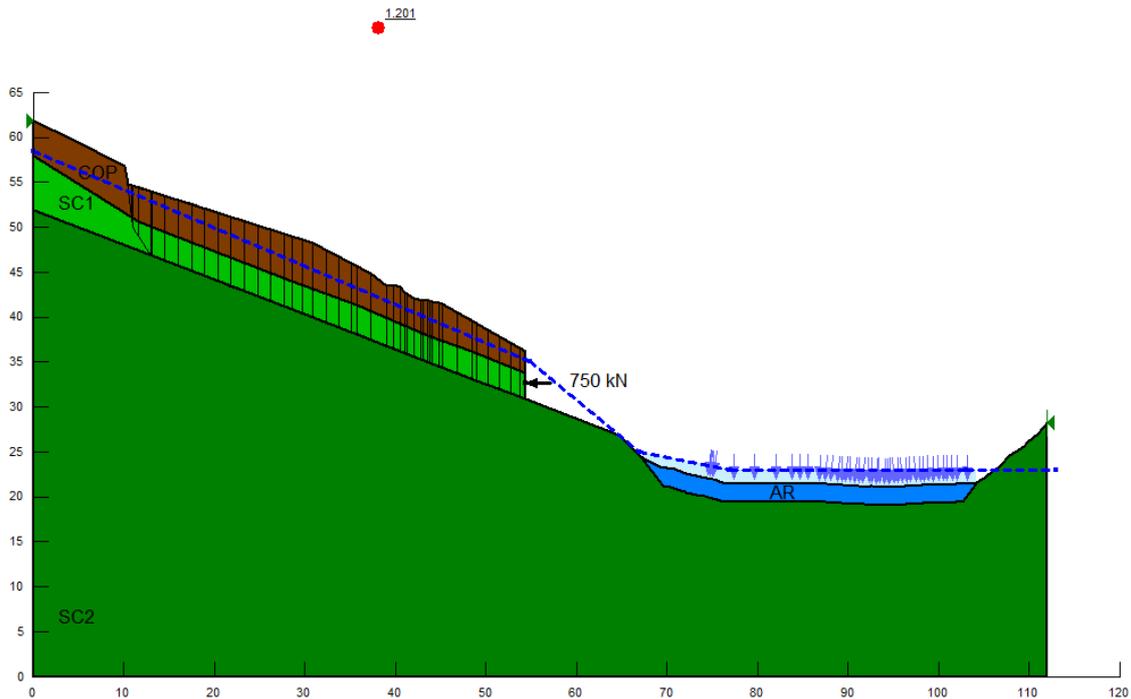


Figura 6-11 – Risultato k attiva frana – Sezione B-B – condizioni sisma +

6.5 RISULTATI OPERE DI PRESIDIO A MONTE DELL'OPERA

Come già accennato in precedenza le sezioni di calcolo prese in considerazione sono 2: la sezione A-A e la sezione B-B e si sono ricercati i valori delle forze necessarie a garantire un fattore di sicurezza pari a:

- FS = 1.1 spinta attiva in condizioni di stato limite ultimo (SLU) in condizioni statiche>,
- FS = 1.2 spinta attiva in condizioni di stato limite ultimo (SLU) in condizioni sismiche.

Di seguito sono riportati i risultati delle analisi.

Tabella 6-4 – Risultati analisi stabilità opere a presidio

Tipo di analisi	FS _{MIN}
Sezione A-A – statica	1.100
Sezione A-A – sisma -	1.226
Sezione A-A – sisma +	1.222
Sezione B-B – statica	1.130
Sezione B-B – sisma -	1.250
Sezione B-B – sisma +	1.244

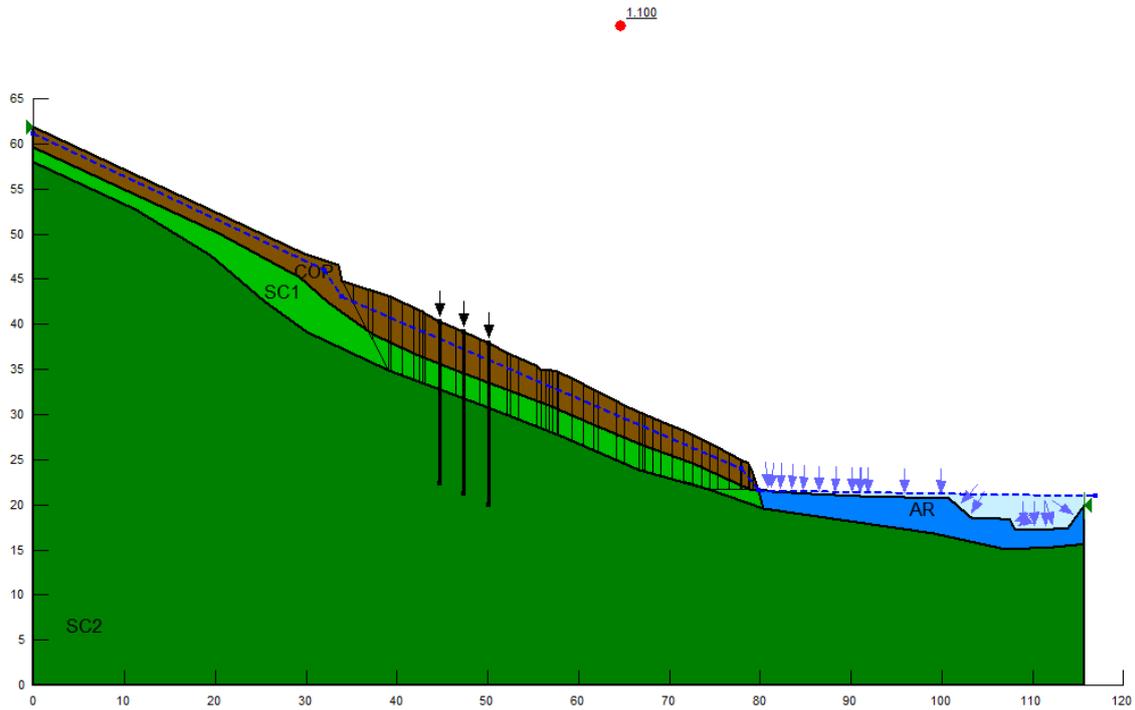


Figura 6-12 – Risultato analisi stabilità – Sezione A-A – condizioni statiche

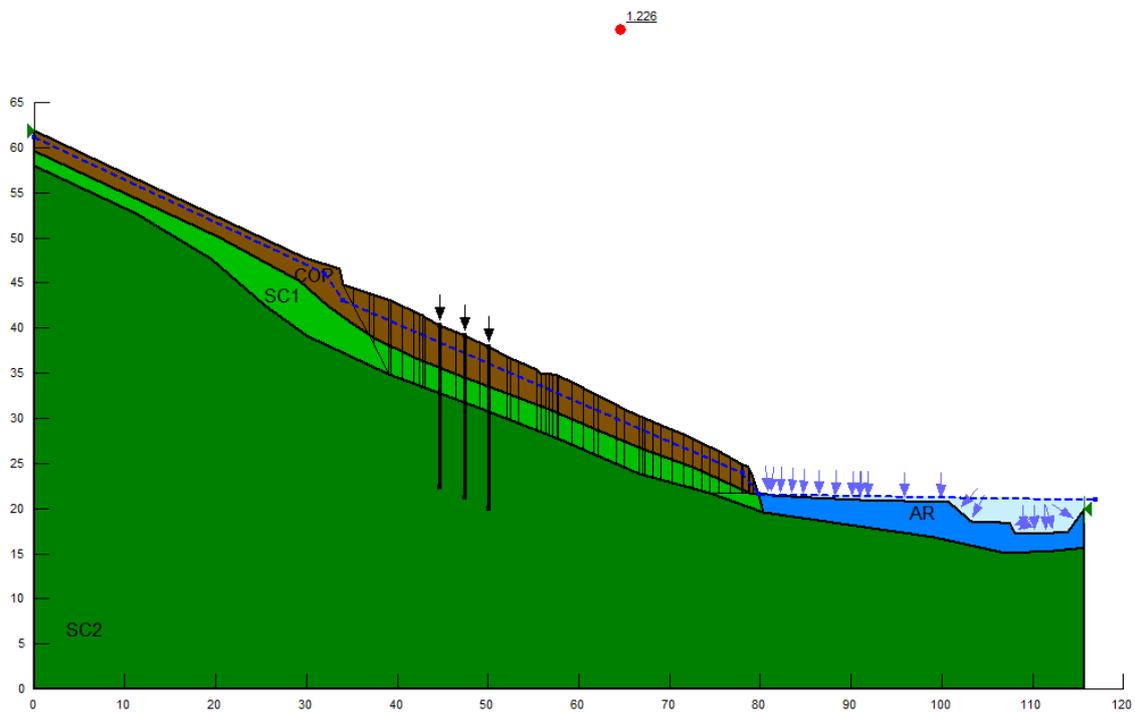


Figura 6-13 – Risultato analisi stabilità – Sezione A-A – condizioni sisma -

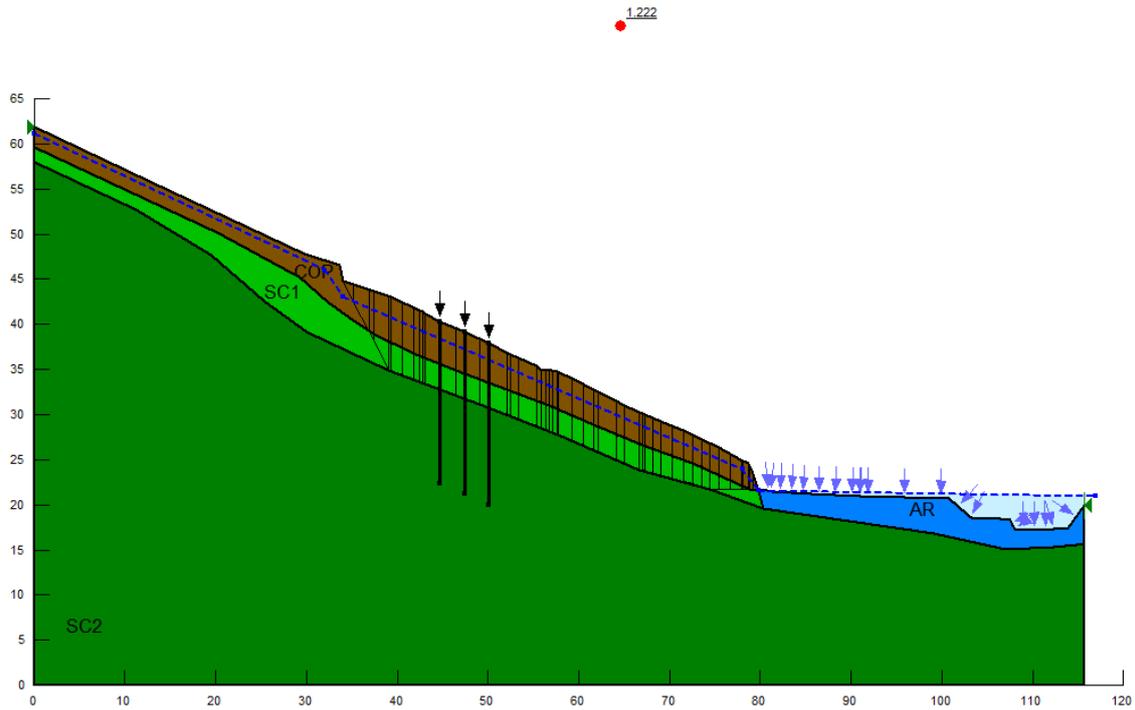


Figura 6-14 – Risultato analisi stabilità – Sezione A-A – condizioni sisma +

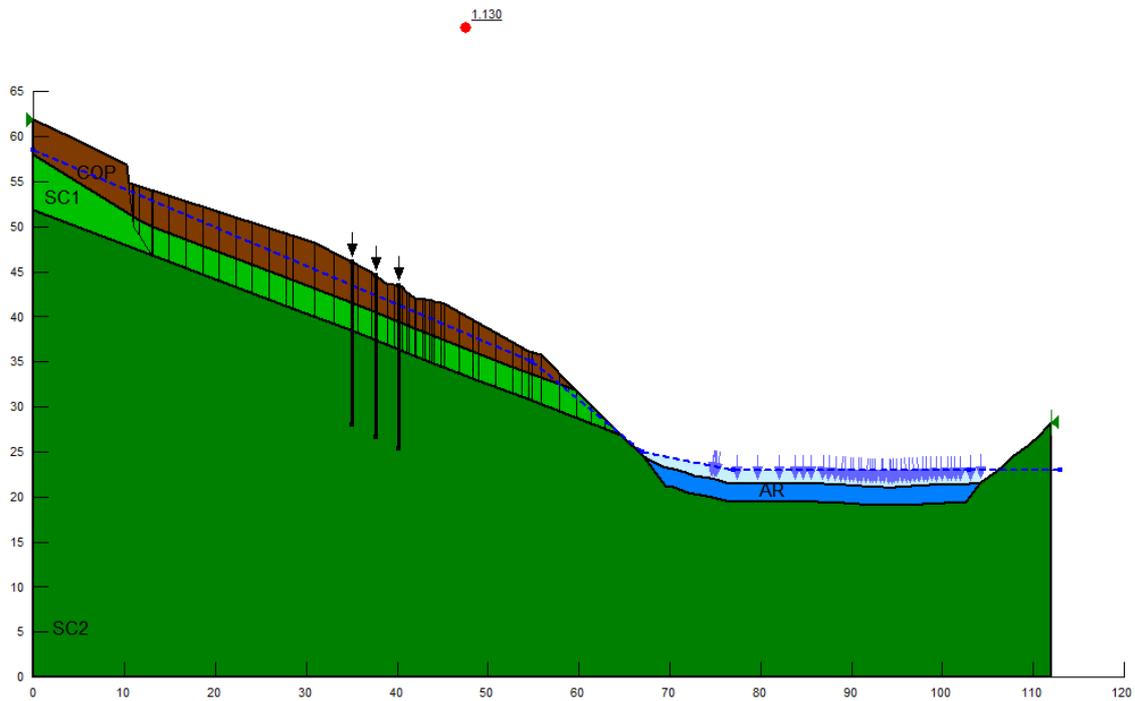


Figura 6-15 – Risultato analisi stabilità – Sezione B-B – condizioni statiche

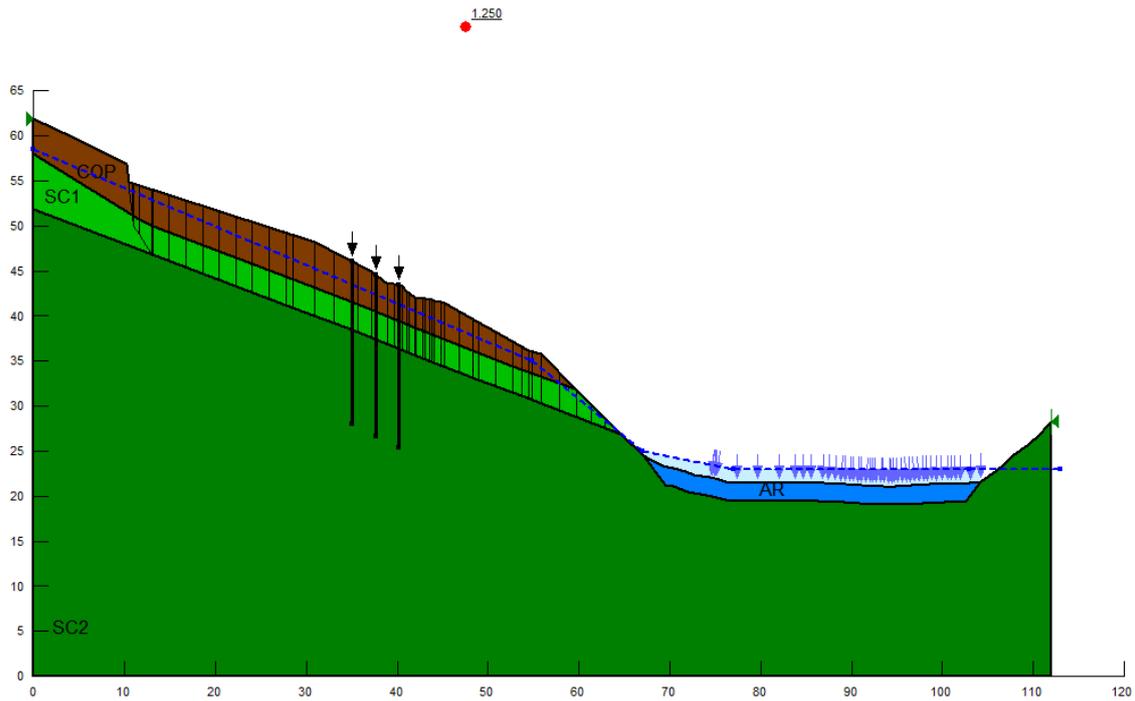


Figura 6-16 – Risultato analisi stabilità – Sezione B-B – condizioni sisma -

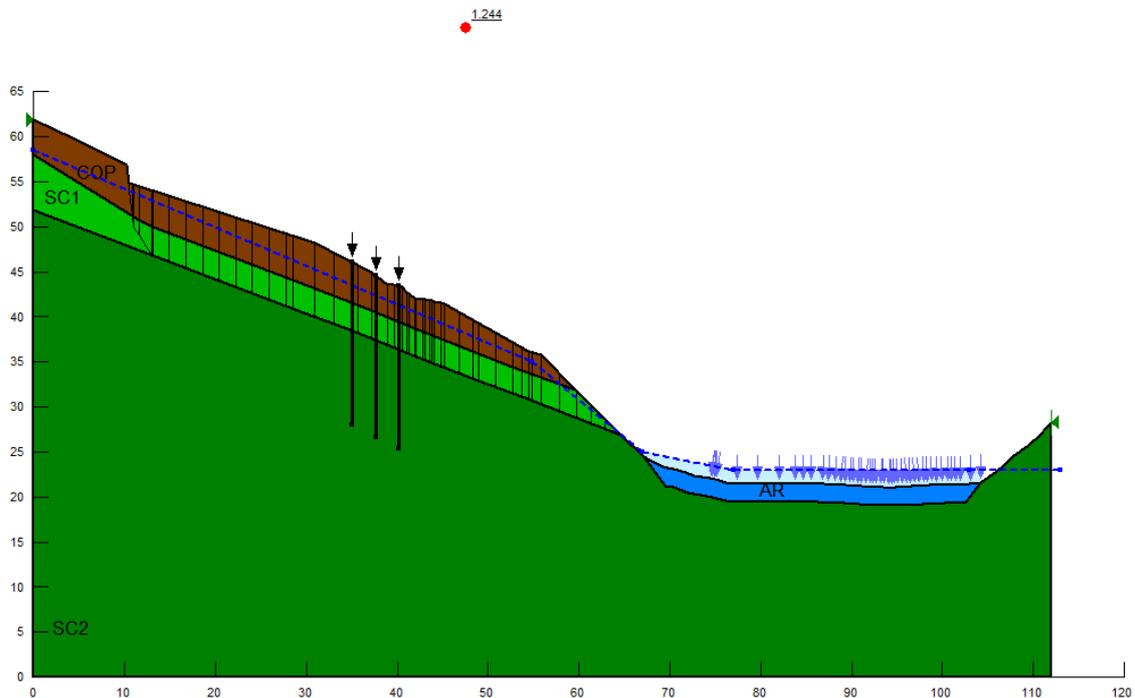


Figura 6-17 – Risultato analisi stabilità – Sezione B-B – condizioni sisma +

Per garantire la stabilità e, per far sì che l'opera di stabilizzazione sia efficace, in ciascuna sezione di calcolo, non basta una sola fila di pali ma ne servono almeno 3. Le caratteristiche dei pali sono descritte nel capitolo successivo.

7. STABILIZZAZIONE DEL PENDIO MEDIANTE PALI DI GRANDE DIAMETRO

Questo tipo di intervento è volto ad ottenere la stabilizzazione del corpo di frana tramite l'applicazione di forze esterne che si oppongono alle forze destabilizzanti, con conseguente incremento del coefficiente di sicurezza.

L'intervento consiste nella realizzazione, alla base del corpo di frana da stabilizzare, di una fila di pali spazati tra di loro, in maniera tale da ottenere delle strutture ortogonali alla direzione di massima pendenza del versante che contrastino il movimento della porzione retrostante del terreno.

I pali trivellati sono spinti oltre la superficie di scorrimento e sono collegati in testa tramite un cordolo in cemento armato, realizzando, in questo modo, una struttura continua ancorata nel substrato stabile, che si oppone al movimento del terreno come un vero e proprio diaframma. L'interasse tra i pali evita che la struttura costituisca una barriera al deflusso delle acque sotterranee.

Il rapporto tra il diametro dei pali e la loro spaziatura consente la formazione dell'effetto arco; questo meccanismo resistente consente di contrastare il movimento del materiale di monte e, contestualmente, fornisce un presidio nei confronti delle opere di valle.

E' prevista l'esecuzione di 6 file di pali di grande diametro, $\Phi 800$ mm, posti a interasse sia verticale che orizzontale di 2.60 m e lunghezza 18.0 m, posti a monte delle opere stradali.

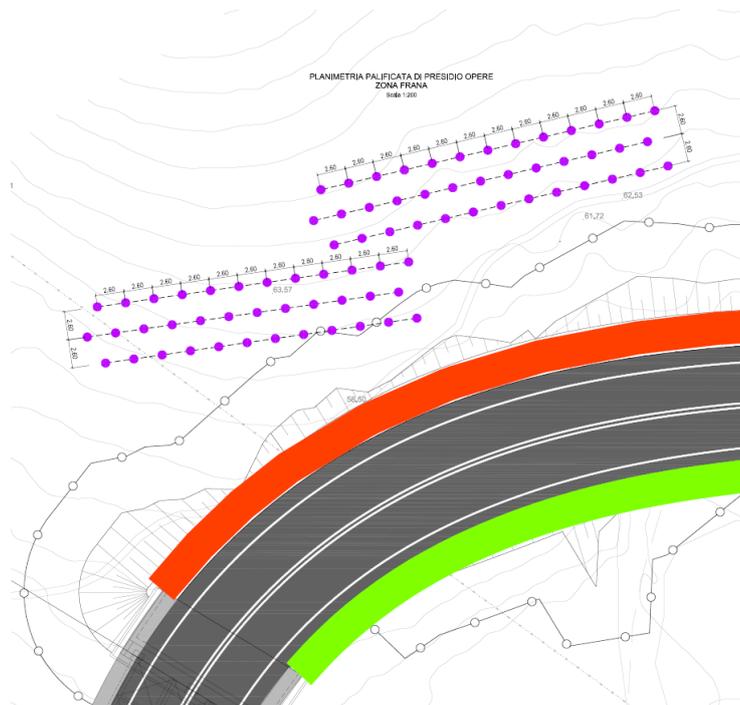


Figura 7-1 – Planimetria dell'intervento di presidio



Nella tabella seguente sono descritte sinteticamente le caratteristiche dell'opera di sostegno sottoposta a verifica nei successivi paragrafi, mentre per la definizione dei carichi statici e delle fasi di calcolo si rimanda ai paragrafi successivi.

Tabella 7-1 - Parametri geometrici dell'opera di presidio frana

Pali di presidio – H = 18.0 m	
Opera di sostegno	Paratia di pali ϕ 800 mm, interasse 2.6 m
Altezza paratia	H = 18.0 m + trave di coronamento 0.5 m
Spessore coltre instabile	7 m

7.1 CARATTERISTICHE MATERIALI

7.1.1 CALCETRUZZO PALI

Classe di resistenza a compressione	C25/30
Classe di esposizione	XC2
Classe di consistenza	S4
Cemento (UNI-EN 197-1)	CEM III,IV,V
Copriferro netto	25 mm
Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 24.90 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 = 14.11 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.19 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} = 14.94 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)	$\sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck} = 11.21 \text{ N/mm}^2$

7.1.2 ACCIAIO DA C.A.

Barre B450C	
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Fattore di sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1.15$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ N/mm}^2$

7.2 DIMENSIONAMENTO GEOMETRICO DELL'OPERA DI PRESIDIO

Al fine di definire geometricamente l'opera di presidio in termini di diametro del palo e di interasse, e di garantire la formazione dell'effetto arco, si è fatto riferimento alla teoria proposta da Ito e Matsui (1975).

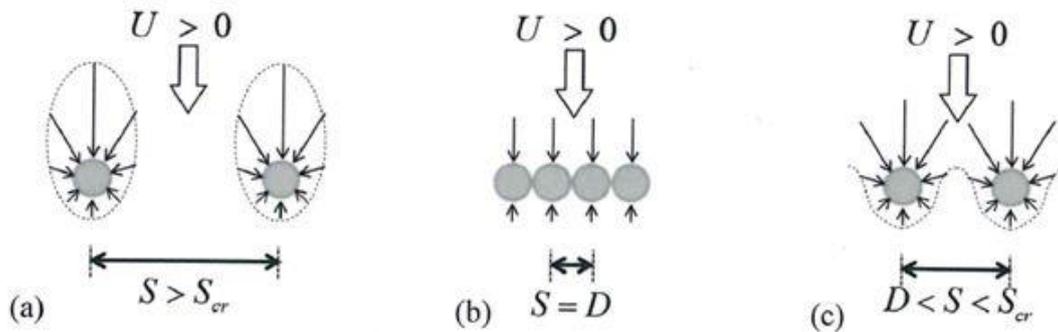


Figura 7-2 – Distribuzione di sforzo orizzontale

Come si può osservare in Figura 7-2, in caso di spostamento del terreno $U > 0$, la distribuzione di sforzi orizzontali agenti sulla superficie laterale del palo si modifica, aumentando nella zona di monte e diminuendo in quella di valle. Se la spaziatura S è sufficientemente elevata (nel caso a) le zone di influenza dei pali adiacenti non si sovrappongono, e il comportamento di ciascun palo può essere assimilato a quello di un palo isolato, soggetto ad un carico orizzontale. Se, al contrario, la spaziatura fosse ridotta fino a coincidere con il diametro dei pali (nel caso b), il comportamento sarebbe assimilabile a quello di un setto continuo, con distribuzioni uniformi di sforzo orizzontale sia a monte che a valle, che tendono progressivamente alle condizioni di spinta passiva e attiva. Evidentemente, tra le due condizioni geometriche estreme esiste un campo di transizione (caso c) in cui le zone di influenza si sovrappongono, interagendo tra loro.

Al fine di garantire l'istaurarsi dell'effetto arco, la teoria di Ito e Matsui consiglia che il rapporto tra la distanza netta tra i pali e il loro interasse sia maggiore di 0.6 e minore di 0.8.

La tabella seguente propone il calcolo geometrico e la definizione dei rapporti tra diametro e interasse tali da garantire la formazione dell'effetto arco. Da questa si può osservare che il rapporto D_2/D_1 è pari a 0.69 e, pertanto compreso tra i limiti proposti dalla teoria di Ito e Matsui al fine di garantire l'effetto arco.

Tabella 7-2 – Rapporti dimensionali Ito e Matsui

Metodo Ito e Matsui (1975)

Dati geometrici

diámetro del palo	d	0.8	[m]
interasse tra i pali	D ₁	2.6	[m]
distanza netta tra i pali	D ₂	1.8	[m]
rapporto interasse - distanza netta	D ₁ /D ₂	1.44	[-]
rapporto distanza netta - interasse	D ₂ /D ₁	0.69	[-]

Inoltre, gli autori consentono di valutare la pressione agente sul palo, funzione dello spessore della frana e dei parametri del materiale da cui questa è costituita, secondo la seguente formulazione:

$$p = \frac{\gamma z}{N_\phi} \left[D_1 \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{(N_\phi \gamma^2 \tan \phi + N_\phi - 1)} \exp \left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} N_\phi \tan \phi \tan \left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi}{4} \right) \right) - D_2 \right]$$

Tale pressione, riportata nel grafico seguente, è stata applicata al programma di calcolo utilizzato per la definizione delle sollecitazioni agenti.

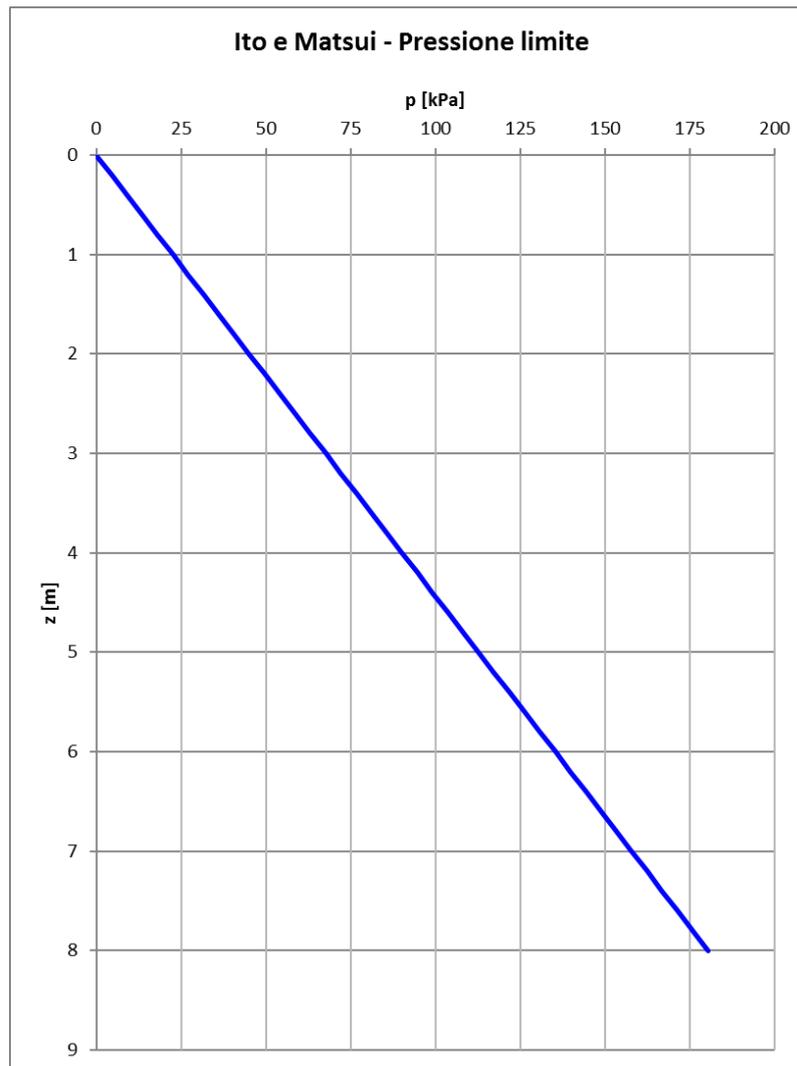


Figura 7-3 – Pressione limite agente sul palo

7.3 CALCOLO DELL'OPERA DI PRESIDIO

La valutazione della lunghezza dei pali e delle sollecitazioni su di essi agenti è stata effettuata con il programma di calcolo Lpile. Questo consente di valutare le sollecitazioni e gli spostamenti agenti su di un palo isolato, in funzione delle caratteristiche del terreno circostante e della sollecitazione agente calcolata con il metodo di Ito e Matsui. Al palo, libero di ruotare in testa, è stata applicata la pressione triangolare calcolata precedentemente, come mostra Figura 7-4:

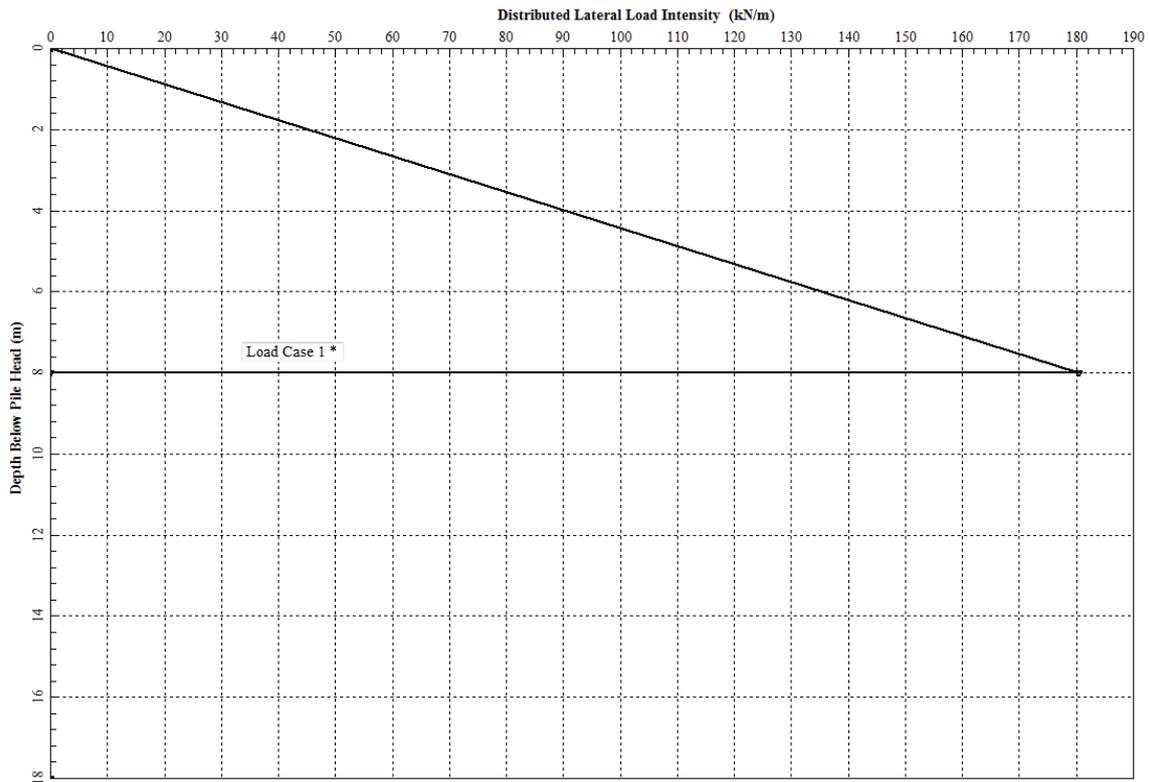


Figura 7-4 – Applicazione della pressione dovuta alla frana sul palo di presidio

Con il programma di calcolo, per via iterativa, si è definita la lunghezza del palo valutando le sollecitazioni agenti sullo stesso. Dall'analisi è emerso che per lunghezze superiori ai 18 m, le sollecitazioni agenti non diminuivano, ma restavano costanti; pertanto, si è scelto di realizzare pali di 18 m, oltre i quali l'opera non ha più benefici in termini di sollecitazioni agenti.

Le sollecitazioni ottenute dall'analisi condotta sono da considerarsi come allo Stato Limite Ultimo. Infatti, l'analisi è da ritenersi sufficientemente cautelativa poiché si è ipotizzato che il terreno a valle del palo non contribuisca alla resistenza; questo è stato simulato annullando l'effetto delle curve p-y fino alla profondità di interesse (in corrispondenza della frana).

L'immagine seguente (Figura 7-5) riassume i principali risultati dell'analisi, in termini di spostamenti e sollecitazioni agenti sul palo.

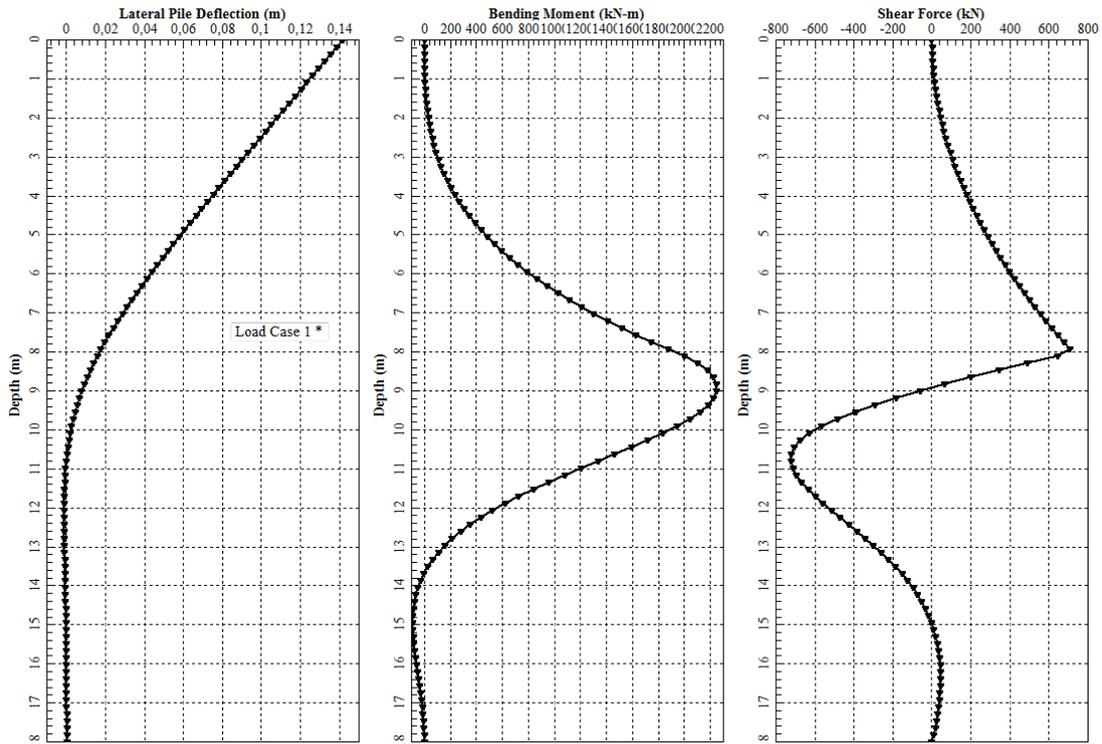


Figura 7-5– Spostamenti e sollecitazioni sul palo in presenza di frana

Inoltre, per considerare una condizione di esercizio, al fine di dimensionare correttamente l'opera di presidio, è stato condotto un secondo modello in cui si è applicata la spinta del terreno valutata in assenza di frana, attribuendo al terreno di valle una curva p-y ridotta con fattore 0.5.

Questa condizione consente di valutare le sollecitazioni del palo in assenza di movimento della zona instabile, tenendo conto del detensionamento subito dal materiale di valle e dunque della riduzione della sua resistenza; tale condizione è stata utilizzata al fine di condurre le verifiche allo Stato Limite di Esercizio. L'immagine seguente riassume le sollecitazioni e gli spostamenti subiti dal palo in questa condizione.

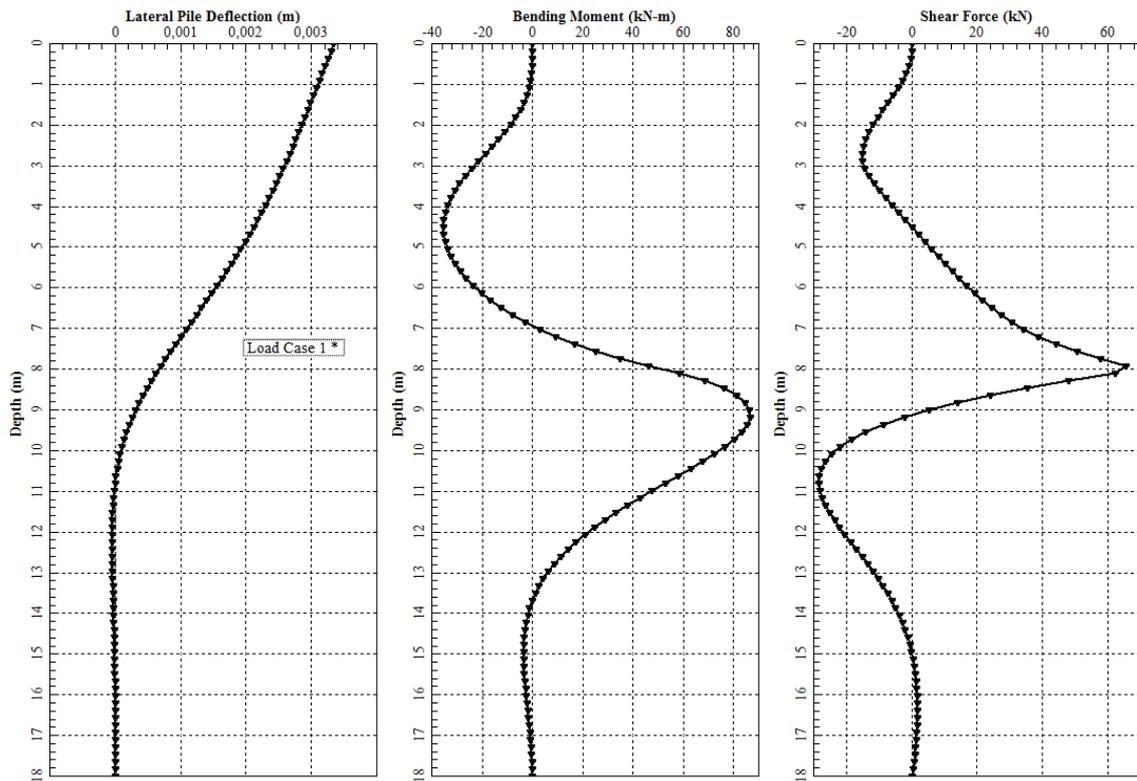


Figura 7-6 – Spostamenti e sollecitazioni sul palo in assenza di frana

7.4 VERIFICA DELL'OPERA DI PRESIDIO

Grazie ai risultati ottenuti sul singolo palo si sono definite le sollecitazioni agenti sullo stesso, come riporta Figura 7-5.

Si è pertanto provveduto a verificare strutturalmente il palo per le sollecitazioni massime agenti sullo stesso.

Le massime sollecitazioni agenti sono riassunte nella seguente tabella.

Le verifiche condotte nella sezione di taglio massimo sono state effettuate trascurando l'effetto benefico dello sforzo normale (dovuto al solo peso proprio del palo); mentre, nella verifica a momento flettente, il valore dello sforzo normale è stato considerato.

Tabella 7-3 – Sollecitazioni agenti sul palo

Combinazione	z [m]	M [kNm]	T [kN]	N [kN]
M _{max}	-8.8	2247.0	65.5	110.7
T _{max}	-7.9	1464	725.5	(134.5)
M _{SLE}	-9.1	86.7	-	114.4

Nella sezione più sollecitata è necessario predisporre un'armatura 16+16 ϕ 32 e una spirale ϕ 14/10.

materiali				geometria					SLE	
calcestruzzo		acciaio		sezione trasversale						
R _{ck}	30 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]	D	c	d	passo	interferro	M _{Ek}	86.7 [kNm]
f _{ck}	24.9 [MPa]	γ_s	1.15	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	N _{Ek}	-114.4 [kN]
γ_c	1.5	f _{yd}	391.3 [MPa]	80	5.0	72.0	12.6	9.4	momento di cracking	
α_{cc}	0.85	E _s	200000 [MPa]	armatura longitudinale					M _{cr}	201.3 [kNm]
f _{cd}	14.1 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [‰]	nbarre	ϕ	r _i	A _{sl}	quota asse neutro		
ν	0.5	valori limite		[mm]	[cm]	[cm ²]	y _n 38.45 [cm]			
ϵ_{c2}	2.0 [‰]	k ₁	0,45f _{ck} 11.2 [MPa]	16	32	32.00	128.68	tensioni e fessure		
ϵ_{cu2}	3.5 [‰]	k ₃	0,8 f _{yk} 360.0 [MPa]	16	32	24.10	128.68	$\sigma_{c,min}$	-1.3 [MPa]	
α_e	15.0	k ₄	W _{k,lim} 0.2 [mm]	armatura a taglio					$\sigma_{s,min}$	-15.9 [MPa]
k _{tt}	0.6			Tipo	ϕ	ρ	A _{sw}	$\sigma_{s,max}$	17.5 [MPa]	
				[mm]	[cm]	[cm ²]				
				spirale	14	15	3.08	k ₂ 0.5		
									$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$	- [‰]
									S _{r,max}	- [cm]
									W _k	- [mm]

Figura 7-7 – Verifica strutturale palo – SLE



Comune di Vado Ligure
Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo
Opere presidio frana – Relazione Tecnica e di Calcolo

materiali				geometria					SLU - Mmax	
calcestruzzo		acciaio		sezione trasversale						
R _{ck}	30 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]	D	c	d	passo	interferro	M _{Ed}	2247.0 [kNm]
f _{ck}	24.9 [MPa]	γ _s	1.15	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	N _{Ed}	-110.7 [kN]
γ _c	1.5	f _{yd}	391.3 [MPa]	80	5.0	72.0	12.6	9.4	V _{Ed}	65.5 [kN]
α _{cc}	0.85	E _s	200000 [MPa]	armatura longitudinale					presso-flessione	
f _{cd}	14.1 [MPa]	ε _{uk}	75 [‰]	n _{barre}	φ	r _i	A _{sl}	M _{Rd}	2317.2 [kNm]	
v	0.5	valori limite		[mm]	[cm]	[cm ²]		FS	1.03	
ε _{c2}	2.0 [‰]	0,45f _{ck}	11.2 [MPa]	16	32	32.00	128.68	taglio		
ε _{cu2}	3.5 [‰]	0,8 f _{yk}	360.0 [MPa]	16	32	24.10	128.68	V _{Rdc}	280.8 [kN]	
α _e	15.0	W _{k,lim}	0.2 [mm]	armatura a taglio					non serve armatura a taglio	
k _t	0.6			Tipo	φ	p	A _{sw}			
k ₁	0.8			[mm]	[cm]	[cm ²]		V _{Rds}	654.0 [kN]	
k ₃	3.4			spirale	14	15	3.08	V _{Rdmax}	1219.4 [kN]	
k ₄	0.425								θ	30.0 [°]
sezione duttile										
ai 51.5 [cm]										

Figura 7-8 – Verifica strutturale palo – Mmax – SLU

materiali				geometria					SLU - Tmax	
calcestruzzo		acciaio		sezione trasversale						
R _{ck}	30 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]	D	c	d	passo	interferro	M _{Ed}	1464.0 [kNm]
f _{ck}	24.9 [MPa]	γ _s	1.15	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	N _{Ed}	[kN]
γ _c	1.5	f _{yd}	391.3 [MPa]	80	5.0	72.0	12.6	9.4	V _{Ed}	725.5 [kN]
α _{cc}	0.85	E _s	200000 [MPa]	armatura longitudinale					presso-flessione	
f _{cd}	14.1 [MPa]	ε _{uk}	75 [‰]	n _{barre}	φ	r _i	A _{sl}	M _{Rd}	2304.6 [kNm]	
v	0.5	valori limite		[mm]	[cm]	[cm ²]		FS	1.57	
ε _{c2}	2.0 [‰]	0,45f _{ck}	11.2 [MPa]	16	32	32.00	128.68	taglio		
ε _{cu2}	3.5 [‰]	0,8 f _{yk}	360.0 [MPa]	16	32	24.10	128.68	V _{Rdc}	265.6 [kN]	
α _e	15.0	W _{k,lim}	0.2 [mm]	armatura a taglio					predisporre armatura a taglio	
k _t	0.6			Tipo	φ	p	A _{sw}			
k ₁	0.8			[mm]	[cm]	[cm ²]		V _{Rds}	982.3 [kN]	
k ₃	3.4			spirale	14	10	3.08	V _{Rdmax}	1219.4 [kN]	
k ₄	0.425								θ	30.0 [°]
sezione duttile										
ai 46.0 [cm]										

Figura 7-9 – Verifica strutturale palo – Tmax – SLU

8. CONCLUSIONI

La presente relazione è focalizzata allo studio della frana e al dimensionamento degli interventi necessari al presidio delle opere da questa coinvolte.

Sono state svolte delle back analysis che hanno fornito i valori dei parametri residui della coltre instabile, utile a valutare la spinta attiva della frana, usata per dimensionare gli interventi sopraindicati. Inoltre, sono state svolte delle analisi di stabilità per valutare l'efficacia degli interventi proposti, i quali hanno soddisfatto i coefficienti di sicurezza minimi di normativa.

Successivamente alla caratterizzazione del materiale costituente la frana e alla definizione della sua potenza in corrispondenza dell'opera di presidio, si è dimensionata l'opera di pali discreti in modo da garantire la realizzazione dell'effetto arco.

Grazie a delle specifiche analisi numeriche, nota la spinta esercitata sul palo dal terreno potenzialmente instabile, è stato possibile determinare le sollecitazioni e gli spostamenti agenti sulle opere di presidio